PUENTES – LRFD

Made with Goodnotes

COMPARACIÓN DEL AASHTO LRFD Y ESTANDAR

transitorias
permanentes

2.1. CARGAS PERMANENTES

ESTANDAR	LRFD
D → CARGA MUERTA	CR → EFECTO DEBIDO AL CREEP
E → PRESION DE LA TIERRA	DD → FRICCION NEGATIVA
S → CONTRACCIÓN	DC → PESO PROPIO
R → FUERZA DE ACORT. HORMIGON	DW → P.P. CAPA DE RODAMIENTO
	EH → EMPUJE HORIZONTAL
	EL → TENSIONES RESIDUALES
	ES → SOBRECARGA DE SUELO
	EV → PRESION VERTICAL DEL SUELO
	PS → FUERZAS SEC. O POSTENSADO
	SH → CONTRACCIÓN

2.2. CARGAS TRANSITORIAS

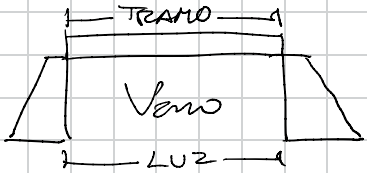
ESTANDAR	LRFD
L → CARGA VIVA VEHICULOS	LL → CARGA VEHICULAR
I → FRACCION DE CARGA VEH.	LS → SOBRECARGA DE CARGA VIVA
CF → FUERZA CENTRIFUGA	PL → CARGA PEATONAL
EQ → SISMO	SE → ASENTAMIENTO
W → VIENTO	EQ → SISMO
⋮	IM → INCREMENTO DE CARGA VEH.
	⋮

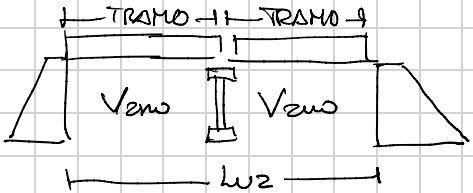
Made with Goodnotes

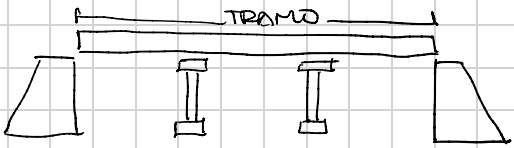
I. INTRODUCCION AL DISEÑO DE PUENTES

Segun AASHTO
* Long. mayor a 20 ft (6.1m)

Filosofia de diseño
- ✓ Seguridad
- ✓ Servicialidad
- ✓ Economia
- ✓ Estética







* Función de una viga longitudinal
  - ✓ TRANSFERIR CARGA

* Función de una viga diafragma
  aporten rigidez en el sentido transversal de un puente

PARTES DE LA ESTRUCTURA DE UN PUENTE

Superestructura	Subestructura
✓ Tablero	✓ Estribos
✓ Estr. Portante	✓ Pilares
✓ Acc. de tablero	

APOYOS ELASTOMÉRICOS

* AISLADORES SISMICOS

Made with Goodnotes

II. ASPECTOS GEN. DE PUENTE

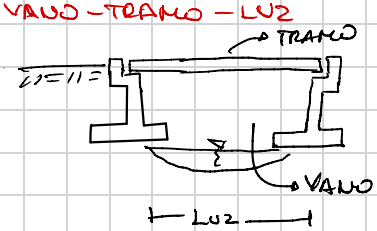
2.1. INTRODUCCIÓN

2.2. DEFINICION DE PUENTE

* $L > 20ft$ (6.1m) (AASHTO)

2.2.1. CONCEPTOS BASICOS Y DIF.

VANO – TRAMO – LUZ



2.2.2. LUCES O VANOS CONSIDERADOS

2.3. PARTES O COMPONENTES DE UN PUENTE

- ✓ SUPERESTRUCTURA
- ✓ BEARING (APOYO)
- ✓ SOBRESTRUCTURA
- ✓ FUNDACION Y ACCESORIOS

2.3.1. SUPERESTRUCTURA

* PARTE SOBRE LOS APOYOS (BEARING)

2.3.2. SUBESTRUCTURA

* PARTE DEBAJO DE LOS APOYOS
- ✓ ESTRIBOS (Abutment)
- ✓ Pilares (Pier)

2.3.2.1. ESTRIBOS

- ✓ ASIENTO DEL PUENTE
- ✓ CUERPO
- ✓ ALAS
- ✓ FUNDACION

2.3.2.2. PILAS

* SUCEPTIBLES A LA SOCAVACION
- ✓ VIGA CABEZAL
- ✓ CUERPO
- ✓ FUNDACION

2.3.2.2.1. CRITERIO DE SELECCION

* MURO (CRUCES DE RIOS Y VIAS FLUV)
* COLUMNAS (CRUCES Y VIADUCTOS – TIERRA)

2.3.3. FUNDACIONES

- ✓ SUPERFICIALES – DIRECTAS (ZAP. AISL.)
- ✓ PROFUNDAS – INDIRECTAS (PILOTES)
  * PILOTES
  * CAJON DE CIMENTACIÓN

2.3.4. APARATO DE APOYO (BEARING)

2.3.4.1. CLASIFICACION DE LOS APARATOS DE APOYO

2.3.4.1.1. APOYO DE METAL

* RODAMIENTO DE LINEA

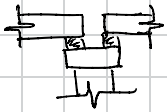
* BEARING TIPO RODILLO

* PINNED BEARING

* APOYO DE EXPANSIÓN

2.3.4.1.2. APOYOS ELASTOMERICOS

* ELASTOMERICO



2.3.5. ACCESORIOS

Made with Goodnotes

2.4. CLASIFICACION DE PUENTES

✓ SEGUN SERVICIOS

- CARRETERA
- FERROVIARIOS
- PEATONALES
- PARA ACUEDUCTOS

✓ SEGUN EL MAT. DE CONSTRUCCIÓN

- MADERA
- METALICO
- HORMIGON
- MAMPOSTERIA

✓ SEGUN LA FORMA DE LA SEC. TRANS.

- LOSA (S/2b) <12m
- VIGA-LOSA (GIRDER) 12-18m
- CAJON
- MULTIPLES CELDAS
- MIXTOS

✓ SEGUN. SIST. ESTRUCTURAL

- PUENTES ISOSTATICOS (simp. apoy.)
- PUENTES HIPERESTATICOS (continuo)
- PUENTES GERGER - TRAMO
- PUENTES ARCOS
- PUENTES DE CELOSIA
- PUENTES SUSP. POR CABLES (ATIRANTADO COLGANTE)

✓ SEGUN LA GEOMETRIA

✓ SEGUN SU MOVILIDAD

✓ SEGUN SU DURABILIDAD

- PERMANENTES
- PROVICIONALES

✓ SEGUN SU LONGITUD

→ PUENTE ALCATARILLA $L < 6m$

→ PUENTE CORTO ALCANCE $6 - 38m$

→ PUENTE MEDIO ALCANCE $38 - 125m$

→ PUENTE LARGO ALCANCE $L > 125m$

2.5. PUENTE DE CELOSIAS (TRUSS)

- TENSION
- COMPRESION

WARREN

WARREN MODIFICADA

PRATT

DE ACUERDO A LA LOCALIZACION DEL TABLERO

✓ SUPERIOR

✓ INTERMEDIO

✓ INFERIOR

2.6. PUENTE TIPO ARCO

2.6.1. CLASIFICACION DE ARCOS

2.6.1.1. DE ACUERDO A LA LOCALIZACION DEL DECK

✓ SUPERIOR

✓ INTERMEDIO

✓ INFERIOR

2.6.1.2. DE ACUERDO AL SISTEMA ESTR.

✓ ARCO FIJO

✓ ARCO CON ARTICULACIONES

2.7. PUENTES ATIRANTADOS

2.7.1. CLASIFICACION

✓ MONO

✓ RADIAL

✓ ABANICO

✓ ARPA

2.7.2. DISTR. LATERAL DE CABLES

2.7.3. SEGUN EL NUM. DE TRAMOS

2.7.4. SEGÚN SU CONFIGURACION

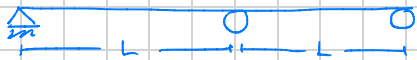
Made with Goodnotes

2.8 PUENTES COLGANTES

2.8.1. COMPONENTES ESTRUCTURALES

2.8.2. CLASIFICACION

2.8.3. CONFIGURACION



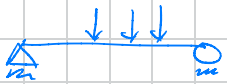
Made with Goodnotes

III. MODELACION ESTRUCTURAL

3.1. INTRODUCCION (CSI BRIDGE)

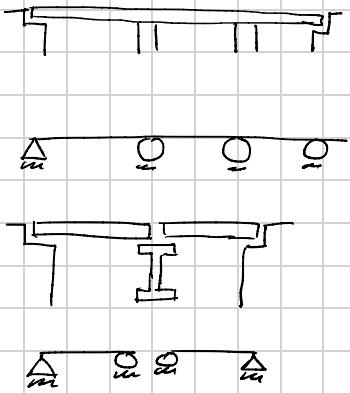
3.2. ANTECEDENTES TEORICOS

3.3. MODELACION



3.3.1. SELECCION DE METODOLOGIA DE MODELACION

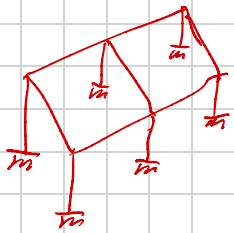
3.3.2. MODELOS ESTRUCTURALES



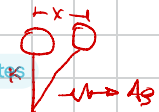
3.3.3. ESTRATEGIA DE MODELACION DE PUENTES

3.3.4. MODELACION DE LOS COMPONENTES EN ESTRUCTURA DE PUENTES

3.3.4.1. SUPERESTRUCTURA



3.3.4.2. APOYO DE COLUMNAS SIMPLES



3.3.4.3. APOYOS MULTICOLUMNAS

3.3.4.4. CIMENTACIONES

3.3.4.5. PILAS Y PILOTES CONTINUOS

3.4. IDEALIZACION DE LA ESTRUCT.

3.4.1. GEOMETRIA

3.4.2. PROP. DE LOS MAT. Y SECCIONES

3.4.3. CONDICIONES DE CONTORNO

3.4.4. ACCIONES Y CARGAS

Made with Goodnotes

IV. SOLICITACIONES EN LOS PUENTES

4.1. INTRODUCCION

4.2. DENOMINACIONES DE CARGA

4.2.1. PERMANENTES (LRFD)

4.2.1.1. PESO PROPIO Y CARGAS MUERTAS

✓ DC

✓ DW

4.2.1.2. EMPUJE HORIZONTAL DEL SUELO

$$p = K \gamma_s h$$

$$EH = \frac{1}{2} \gamma_s h^2$$

✓ Est. lat. del terr. con cond. de reposo

✓ Est. lat. del terr. con cond. activa

✓ Est. lat. del terr. con cond. pasiva

a) Coef. de empuje hor. en reposo K_0

$$K_0 = 1 - \sin \phi'_f$$

$$K_0 = (1 - \sin \phi'_f)(OCR)^{\phi'_f}$$

b) Coef. de empuje hor. activo K_a

$$p_a = K_a \gamma_s h$$

$$P_a = EH_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s h^2$$

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma(\sin^2\theta \sin(\theta - \delta))}$$

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta)\sin(\phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta)\sin(\theta - \beta)}}\right]^2$$

Para $\delta = \beta = 0$, $\theta = 90°$

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'_f}{2}\right)$$

c) Coef. de empuje hor. pasivo K_p

$$p_p = K_p \gamma_s h$$

$$P_p = EH_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_s h^2$$

4.2.1.3. EMPUJE HOR. POR SOBRECARGA

$$\Delta p = K_s q_s$$

4.2.1.4. PRESION VERTICAL DEL PESO PROPIO

$$EV = \gamma_s h$$

$$EV = F_e \gamma_s \beta_c H \text{ (bajo terraplen)}$$

$$E_s = 1 + 0.2\frac{H}{B_c}$$

$$EV = F_t \gamma_s B_c H \text{ (instalación zanja)}$$

$$F_t = \frac{C_d B_d^2}{H B_c} \leq F_e$$

4.2.1.5. FRICCION NEGATIVA DOWNRAG

$$q = 193.75 \bar{N}$$

RESUMEN

CR: CREEP

DD: FRICCION NEGATIVA (Downrag)

DC: PESO PROPIO

DW: PESO DE RODADURA

EH: EMPUJE HORIZ. DEL SUELO-RELL.

EL:

ES: SOBRECARGA DEL SUELO

EV: EMPUJE VERT. DEL SUELO DE RELL.

PS: FUERZAS DE POSTENSADO

SH: CONTRACCION

Made with Goodnotes

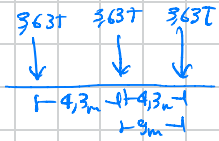
4.2.2. TRANSITORIAS

4.2.2.1. VEHICULAR

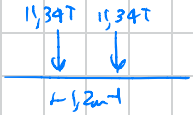
a) TRAMO SIMPLE

VEHICULAR

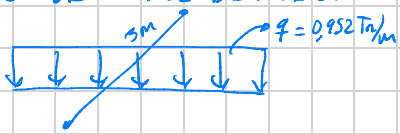
* TRIDEM



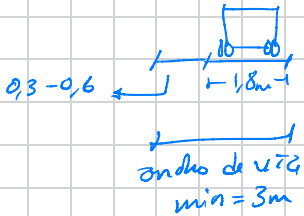
* TANDEM



* CARGA DE CARRIL DE DISEÑO



* CARACTERISTICAS TRANSV.



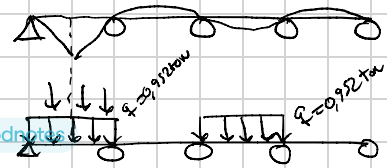
b) TRAMOS CONTINUOS

→ SEGUN AASHTO LRFD

* CARGA VIVA VEHICULAR M(+)

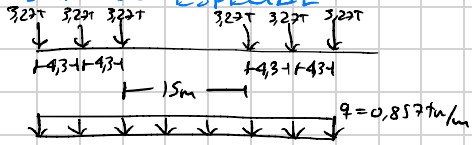
→ Solo TRIDEM ≥ 12m

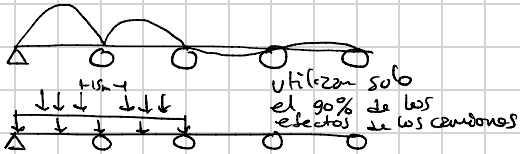
TANDEM < 12m



* CARGA VIVA VEHICULAR M(-)

→ CAMION ESPECIAL



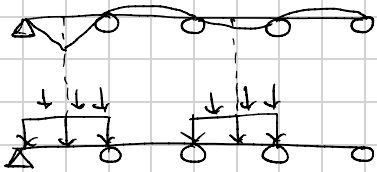


→ SEGUN ESPECIFICACIONES PROPIAS

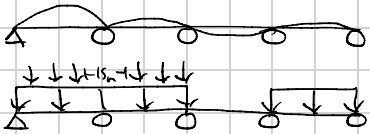
* CARGA VEHICULAR M(+)

→ Solo TRIDEM > 12m

TANDEM < 12m



* CARGA VEHICULAR M(-)



4.2.2.2. CARGA DE FATIGA

$$ADTT_{SL} = p(ADTT)$$

Número de carriles disponibles para camiones	p
1	1
2	0.85
3 o mas	0.8

Fuente: Tabla A 3.6.1.4.2-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2017)

Tipo de carretera	Fracción de camiones en el trafico
Rural interestatal	0.2
Urbana interestatal	0.15
Otras rurales	0.15
Otras urbanas	0.1

Fuente: Tabla C3.6.1.4.2-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2017)

Made with Goodnotes

4.2.2.3. CARGAS PEATONALES

365 Kg/m² → Aceras > 0,6m de ancho

415 Kg/m² → exclusivo, peatonal ciclista

4.2.2.4. REDUCCION POR NUMERO DE VIAS CARGADAS

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple (m)
1	1.2
2	1
3	0.85
Para más de 3	0.65

Fuente: (Tabla 3.6.1.1.2-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2017)

4.2.2.5. INCREMENTO POR CARGA DINAM. (IMPACTO)

Componente	IM
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75 %
Todos los demás componente	
• Estado límite de fatiga y fractura	15 %
• Todos los demás estados limites	33 %

Fuente: Tabla 3.6.2.1-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2017)

* COMPONENTES ENTERRADOS

$$IM = 33 \times (1 - 0.41 DE) \geq 0\%$$

4.2.2.6. SOBRECARGA VIVA

$$\Delta p = K_a \gamma_s h_{eq}$$

$$LS = \Delta p H$$

4.2.2.7. FUERZAS CENTRIFUGAS

$$C = f \times \frac{v^2}{gR}$$

4.2.2.8. FUERZAS DE FRENADO

* 25% x eje – {tandem / Tridem}
* 5% {tandem / tridem} de diseño de carril

Se asumira a 1.8m

4.2.2.9. CARGA BARANDAS Y BORDILLOS

* FUERZA SOBRE BARANDA – ELEE

$$H_e = G - \frac{WB}{2 \times FT}$$

* FUERZA SOBRE BORDILLOS ≥ 765 Kg/m

4.2.2.10. CARGAS DEBIDAS AL VIENTO

* PRESION HORIZONTAL

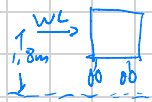
$V_{BASICA} = 160$ Km/h

$$V_{D2} = 2.5 \times V_0 \left(\frac{V_{9.15}}{V_B}\right) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

* PRESION DEL VIENTO EN LA SUPEREST.

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{D2}}{V_B}\right)^2 = \left(\frac{V_{D2}}{160}\right)^2$$

* PRESION DEL VIENTO SOBRE LA CARGA VIVA



WL = 150 Kg/m

* PRESION DE VIENTO EN LA INFRAESTRUCT.

↳ PARA SUBESTRUCTURA

presión básica = 195 Kg/m²

4.2.2.11. CARGAS HIDRAULICAS

✓ PRESION HIDROSTATICA

✓ FLOTABILIDAD

✓ PRESION DE FLUJO LONGITUDINAL

$$P = 52.6 \times C_D \times V^2 = C_D \times \frac{\gamma \times V^2}{2} \times 10^{-6}$$

✓ PRESION DE FLUJO LATERAL

$$P = 52.6 \times C_L \times V^2$$

Made with Goodnotes

V. PARAMETROS DE ANALISIS DE DISEÑO DE PUENTES DE H.A.

5.1. INTRODUCCION

5.2. ESPECIF. REFERIDAS AL H.A.

5.2.1. HORMIGON ARMADO

5.2.2. GENERALIDADES

5.2.3. MODULO DE ELASTICIDAD

$E_c = 15300\sqrt{f'_c}$ → Hormigon normal

$E_c = 15300\,\gamma_c^{1,5}\sqrt{f'_c}$ → Ec. GENERAL

5.2.4. CONTROL DE DEFLEXIONES

Puente para carga:	Deformación máxima (Δ_{max})
Carga vehicular, general	L/800
Cargas vehiculares y/o peatonales	L/1000
Carga vehicular sobre voladizos	L/300
Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos	L/375

Fuente: Tabla 8.9.3 (Especificaciones AASHTO Estándar, 2002)
Tabla 2.5.2.6.2 (Especificaciones AASHTO LRFD, 2017)

Donde: L = Longitud del puente.

5.2.5. ANCHO DE CALZADA

1 vía — 4m

2 vías — 7,3

3 vías — 11m

4 vías — 14,6m

5.2.6. LUZ MÁXIMA DE CALCULO

	Tipo de sub estructura	Luz max.
	LOSA	10m
H.A.	VIGA T	18m
	CAJON	40m

5.2.7. PROFUNDIDADES MIN. SUPERESTRUCT.

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losa con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1.2(s+3)}{30}$	$\frac{(s+3)}{30} \geq 0.165m$
	Viga T	$0.070L$	$0.065L$
	Viga Cajón	$0.060L$	$0.055L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0.035L$	$0.033L$

Fuente: Tabla 8.9.2 (Especificaciones AASHTO Estándar, 2002)
Tabla 2.5.2.6.2 (Especificaciones AASHTO LRFD, 2017)

5.3. FILOSOFIAS DE SEGURIDAD

ASD

$F.S = \frac{R}{Q}$

$\frac{R}{FS} \geq Q$

LFD

$1.3M_D + 2.17M_{L+I} \leq \phi M_U$

LRFD

$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$

$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$

5.4. COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA

Combinación de cargas / Estado limite	DC DD DW EH EV ES EL	IL OM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar solo uno por vez: EQ	IC	CT	CV
Resistencia I	γ_p	1.75	1.00	–	–	1.00	0.50/1.20	γTG	γSE	–	–	–	–
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	–	–	1.00	0.50/1.20	γTG	γSE	–	–	–	–
Resistencia III	γ_p	–	1.00	1.40	–	1.00	0.50/1.20	γTG	γSE	–	–	–	–
Resistencia IV - Solo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1.5	–	1.00	–	–	1.00	0.50/1.20	–	–	–	–	–	–
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	γTG	γSE	–	–	–	–
Evento Extremo I	γ_p	γEQ	1.00	–	–	1.00	–	–	–	1.00	–	–	–
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.00	–	–	1.00	–	–	–	–	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.20	γTG	γSE	–	–	–	–
Servicio II	1.00	1.35	1.00	–	–	1.00	1.00/1.20	–	–	–	–	–	–
Servicio III	1.00	0.80	1.00	–	–	1.00	1.00/1.20	γTG	γSE	–	–	–	–
Servicio IV	1.00	–	1.00	0.70	–	1.00	1.00/1.20	–	1.00	–	–	–	–
Fatiga – Solo LL, IM, CE	–	0.75	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–

Fuente: TABLA 3.4.1 - 1 (Especificaciones AASHTO LRFD, 2017)

Tipo de Carga, Fundación y Método Usado para calcular Fricción Negativa (Downdrag)		Factor de Carga Máximo	Factor de Carga Mínimo
DC: Elementos y Accesorios		1.25	0.9
DC: Solo resistencia IV		1.50	0.9
DD: Downdrag	Pilotes, Método Tomlinson α	1.4	0.25
	Pilotes, Método λ	1.05	0.30
	Ejes perforados, Método O'Neill and Reese (1999)	1.25	0.35
DW: Superficie de rodamiento e instalaciones para Servicios		1.50	0.65
EH: Presión horizontal del Terreno			
• Activa		1.50	0.9
• En reposo		1.35	0.9
• AEP para muros anclados		1.35	N/A
EL: Tensiones Residuales en Construcción		1.00	
EV: Presión vertical del Terreno			
• Estabilidad global		1.00	N/A
• Muros de Sostenimiento y Estribos		1.35	1.00
• Estructura Rígida Enterrada		1.30	0.90
• Marcos Rígidos		1.35	0.90
• Estructuras Flexibles Enterradas			
○ Alcantarillas Cajón Metálicas y de Placas Estructurales con Corrugaciones Profundas		1.5	0.9
○ Alcantarillas termoplásticas		1.3	0.9
○ Todas las demás		1.95	0.9
ES: Sobrecarga de suelo		1.50	0.75

Fuente: TABLA 3.4.1 - 2 (Especificaciones AASHTO LRFD, 2017)

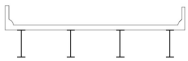
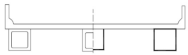
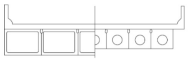
Componente del Puente	PS	CR, SH
Superestructuras – Segmentadas Subestructuras de concreto soportando superestructuras segmentadas (Ver 3.12.4, 3.12.5)	1.0	Ver γ_p para DC, Tabla 3.4.1 - 2
Superestructuras de concreto – no segmentadas	1.0	
Subestructuras soportando superestructuras no segmentadas		
• Usando I_g	0.5	
• Usando $I_{efectivo}$	1.0	
Subestructuras de acero	1.0	

Fuente: TABLA 3.4.1 - 3 (Especificaciones AASHTO LRFD, 2017)

5.5. DISTRIBUCION DE CARGAS EN VIGAS LONGITUDINALES

Made with Goodnotes

S.S. 1. VIGAS LONG. INTERIORES

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero, paneles encolados/clavados, madera tesada	 (a)
Vigas cajón cerradas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ	 (b)
Vigas cajón abiertas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ, losa de tablero de hormigón prefabricado	(c)
Viga cajón de múltiples células de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	(d)
Viga Te de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	(e)
Vigas cajón prefabricadas de hormigón macizas, aliviandas o celulares con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	 (f)
Vigas cajón prefabricadas de hormigón macizas, aliviandas o celulares con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	(g)

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Secciones tipo canal de hormigón prefabricado con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	(h)
Sección doble Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	(i)
Sección Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	(j)
Secciones doble Te o Te con nervio de hormigón prefabricado	Hormigón colado in situ, hormigón prefabricado	(k)
Vigas de madera	Hormigón colado in situ o tablones, paneles encolados / clavados o madera tensada	(l)

Fuente: TABLA 4.6.2.2.1 - 1 (Especificaciones AASHTO LRFD, 2017)

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, l	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1	
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	Un carril de diseño cargado: $S/3700$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/3000$	$S \leq 1800$
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06+\left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4}\left(\frac{S}{L}\right)^{0,3}\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0,1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075+\left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6}\left(\frac{S}{L}\right)^{0,2}\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0,1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$
Viga cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	Un carril de diseño cargado: $\left(1,75+\frac{S}{1100}\right)\left(\frac{300}{L}\right)^{0,35}\left(\frac{1}{N_c}\right)^{0,45}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0,3}\left(\frac{S}{430}\right)\left(\frac{1}{L}\right)^{0,25}$	$2100 \leq S \leq 4000$ $18.000 \leq L \leq 73.000$ $N_c \geq 3$ Si $N_c > 8$ usar $N_c = 8$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	Un carril de diseño cargado: $\left(\frac{S}{910}\right)^{0,35}\left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0,25}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{S}{1900}\right)^{0,6}\left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0,125}$	$1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43.000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$
		Usar la ley de momentos	$S > 5500$

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Vigas de hormigón usadas en tableros multiviga	f	Un carril de diseño cargado: $k\left(\frac{b}{2,8L}\right)^{0,5}\left(\frac{I}{J}\right)^{0,25}$ donde: $k = 2,5(N_b)^{-0,2} \geq 1,5$ Dos o más carriles de diseño cargados: $k\left(\frac{b}{7600}\right)^{0,6}\left(\frac{b}{L}\right)^{0,2}\left(\frac{I}{J}\right)^{0,06}$	$900 \leq b \leq 1500$ $6000 \leq L \leq 37.000$ $5 \leq N_b \leq 20$
	g si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad		
	h	Independientemente del número de carriles cargados: S/D donde: $C = K(W/L) \leq K$ $D = 300\left[11,5 - N_L + 1,4N_L(1-0,2C)^2\right]$ cuando $C \leq 5$ $D = 300[11,5 - N_L]$ cuando $C > 5$ $K = \sqrt{\frac{(1+\mu)I}{J}}$ Para el diseño preliminar se pueden utilizar los siguientes valores de K: Tipo de viga — K - Vigas rectangulares sin vacíos — 0,7 - Vigas rectangulares con vacíos circulares: — 0,8 - Vigas de sección tipo cajón — 1,0 - Vigas canal — 2,2 - Viga Te — 2,0 - Viga doble Te — 2,0	Oblicuidad ≤ 5 $N_L \leq 6$
	g, i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase		
Emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Un carril de diseño cargado: $S/2300$ si $t_g < 100$ $S/3050$ si $t_g \geq 100$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/2400$ si $t_g < 100$ $S/3050$ si $t_g \geq 100$	$S \leq 1800$ m $S \leq 3200$ mm
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Independientemente del número de carriles cargados: $0,05+0,85\frac{N_L}{N_b}+\frac{0,425}{N_L}$	$0,05 \leq \frac{N_L}{N_b} \leq 1,5$

Fuente: TABLA 4.6.2.2.2b - 1 (Especificaciones AASHTO Estándar, 2017)

Made with Goodnotes

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e\,g_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \le d_e \le 1700$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$
Viga cajón de hormigón de múltiples células	d	$g = \frac{W_e}{4300}$	$g = \frac{W_e}{4300}$	$W_e \le S$
		o los requisitos para diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho especificados en el Artículo 4.6.2.2.1		
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	Ley de momentos	$g = e\,g_{interior}$ $e = 0,97 + \frac{d_e}{8700}$	$0 \le d_e \le 1400$ $1800 < S \le 5500$
			Ley de momentos	$S > 5500$
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f, g	$g = e\,g_{interior}$ $e = 1,125 + \frac{d_e}{9100} \ge 1,0$	$g = e\,g_{interior}$ $e = 1,04 + \frac{d_e}{7600} \ge 1,0$	$d_e \le 600$
Vigas de hormigón excepto las vigas cajón usadas en tableros multiviga	h i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Como se especifica en la Tabla 4.6.2.2.2b-1		

Fuente: TABLA 4.6.2.2.2d - 1 (Especificaciones AASHTO Estándar, 2017)

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Cualquier número de carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$1 - c_1(\tan\theta)^{1.5}$ $c_1 = 0,25\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.25}\left(\frac{S}{L}\right)^{0.5}$ si $\theta < 30^o$ usar $c_1 = 0,0$ si $\theta > 60^o$ usar $\theta = 60^o$	$30^o \le \theta \le 60^o$ $1100 \le S \le 4900$ $6000 \le L \le 73.000$ $N_b \ge 4$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras, vigas cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ, y secciones doble Te usadas en tableros multiviga	b, c, d, f, g	$1,05 - 0,25 \tan\theta \le 1,0$ si $\theta > 60^o$ utilizar $\theta = 60^o$	$0 \le \theta \le 60^o$

Fuente: TABLA 4.6.2.2.2e - 1 (Especificaciones AASHTO Estándar, 2017)

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1			
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}$	$1100 \le S \le 4900$ $6000 \le L \le 73.000$ $110 \le t_s \le 300$ $N_b \ge 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$
Vigas cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	$\left(\frac{S}{2900}\right)^{0.4}\left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$\left(\frac{S}{2200}\right)^{0.9}\left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$1800 \le S \le 4000$ $6000 \le L \le 73.000$ $890 \le d \le 2800$ $N_c \ge 3$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	$\left(\frac{S}{3050}\right)^{0.6}\left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$\left(\frac{S}{2250}\right)^{0.9}\left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$1800 \le S \le 5500$ $6000 \le L \le 43.000$ $450 \le d \le 1700$ $N_b \ge 3$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$S > 5500$
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f, g	$0,70\left(\frac{b}{L}\right)^{0.15}\left(\frac{t}{J}\right)^{0.05}$	$\left(\frac{b}{4000}\right)^{0.4}\left(\frac{b}{L}\right)^{0.1}\left(\frac{t}{J}\right)^{0.05}\left(\frac{b}{1200}\right)$ $\frac{b}{1200} \ge 1,0$	$900 \le b \le 1500$ $6000 \le L \le 37.000$ $5 \le N_b \le 20$ $1,0x10^{10} \le J \le 2,5x10^{11}$ $1,7x10^{10} \le I \le 2,5x10^{11}$
Vigas de hormigón excepto vigas cajón usadas en tableros multiviga	h i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Según lo especificado en la Tabla 4.6.2.2.2b-1		

Fuente: TABLA 4.6.2.2.3a - 1 (Especificaciones AASHTO Estándar, 2017)

Made with Goodnotes

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e\,g_{interior}$ $e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \le d_e \le 1700$
			Ley de momentos	$N_b = 3$
Viga cajón de hormigón de múltiples células colada in situ	d	Ley de momentos	$g = e\,g_{interior}$ $e = 0,64 + \frac{d_e}{3800}$	$-600 \le d_e \le 1500$
		o los requisitos para diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho especificados en el Artículo 4.6.2.2.1		
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	Ley de momentos	$g = e\,g_{interior}$ $e = 0,8 + \frac{d_e}{3050}$	$0 \le d_e \le 1400$
			Ley de momentos	$S > 5500$
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f, g	$g = e\,g_{interior}$ $e = 1,25 + \frac{d_e}{6100} \ge 1,0$	$g = e\,g_{interior}\left(\frac{1200}{b}\right)$ $\frac{1200}{b} \le 1,0$ $e = 1 + \left(\frac{d_e + b - 610}{12\,200}\right)^{0.5} \ge 1,0$	$d_e \le 600$
Vigas de hormigón excepto vigas cajón usadas en tableros multiviga	h i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Según lo especificado en la Tabla 4.6.2.2.2b-1		

Fuente: TABLA 4.6.2.2.3b - 1 (Especificaciones AASHTO Estándar, 2017)

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factor de corrección	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$1,0 + 0,20\left(\frac{Lt_s^3}{K_g}\right)^{0.3}\tan\theta$	$0^o \le \theta \le 60^o$ $1100 \le S \le 4900$ $6000 \le L \le 73.000$ $N_b \ge 4$
Vigas cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	$1,0 + \left(0,25 + \frac{L}{70d}\right)\tan\theta$	$0 < \theta \le 60^o$ $1800 < S \le 4000$ $6000 \le L \le 73.000$ $900 \le d \le 2700$ $N_c \ge 3$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	$1,0 + \frac{\sqrt{Ld}}{6S}\tan\theta$	$0 < \theta \le 60^o$ $1800 \le S \le 3500$ $6000 \le L \le 43.000$ $450 \le d \le 1700$ $N_b \ge 3$
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f, g	$1,0 + \frac{L\sqrt{\tan\theta}}{90d}$	$0 < \theta \le 60^o$ $6000 \le L \le 37.000$ $430 \le d \le 1500$ $900 \le b \le 1500$ $5 \le N_b \le 20$

Fuente: TABLA 4.6.2.2.3c - 1 (Especificaciones AASHTO Estándar, 2017)

5.6. CONSIDERACIONES PARA LOSAS DE PUENTES DE H.A.

5.6.1. PREDIMENSIONAMIENTO

5.6.2. TIPOS DE TABLERO DE PUENTES CON LOSA

5.6.2.1. LOSAS INTERNAS Y VOLADIZO

a) tablero con refuerzo princ. ⊥ tráfico

* Momento x carga viva

Tipo de Tablero	Dirección de la franja principal relativa a la dirección del trafico	Ancho de la franja principal (m)
Hormigón colocado in situ	Voladizo	$E = 0.8X - 1.14 \leq 3.6m$
	Paralela o perpendicular	$M(+) = 0.66 + 0.55 \cdot s$ $M(-) = 1.12 + 0.25 \cdot s$
Hormigón colocado in situ con permanencia de encofrado	Paralela o perpendicular	$M(+) = 0.66 + 0.55 \cdot s$ $M(-) = 1.12 + 0.25 \cdot s$
Prefabricados y posteados de hormigón	Paralela o perpendicular	$M(+) = 0.66 + 0.55 \cdot s$ $M(-) = 1.12 + 0.25 \cdot s$

Fuente: TABLA 4.6.2.1.3 - 1 (Especificaciones AASHTO Estándar, 2017)

b) tablero con refuerzo princ. // tráfico

* Momento x carga viva

$$E = 0.25 + 0.42\sqrt{L_1 W_1}$$

$$E = 2.1 + 0.12\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{N_L}$$

5.6.3. Solicitación ultima por Mo Flector

ELR - I $\quad n = n_D + n_R + n_I = 1$

TRAMOS: $M_u(+) = n(1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75M_{LL+IM})$

APOYOS: $M_u(-) = n(1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75M_{LL+IM})$

5.6.4. REFUERZO A FLEXION EN LOSAS

* REFUERZO PRINCIPAL

$$A_s = 0.85\frac{f'_c}{f_y}bd\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(M_u \times 10^5)}{\phi\beta f'_c bd^2}}\right)$$

$$S = \frac{A_s(\text{individual})}{A_s}$$

* Armadura de distribución o secundario

$$A_{sd} = DA_s$$

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{L_c}} \leq 0.67 \ldots \perp \text{ al tráfico}$$

$$D = \frac{0.552}{\sqrt{L_c}} \leq 0.5 \ldots // \text{ al tráfico}$$

* ARMADURA POR RETRACCION O TEMP.

$$A_{st} \geq \frac{758.4\,bd}{2(b+h)f_y} \ldots f_y = 4200$$

$$A_{st} \geq \frac{0.18\,bd}{2(b+h)} \ldots 2.33 \leq A_{st} \leq 12.7$$

$$S \leq 0.45$$

5.7. CONSIDERACIONES PARA PUENTES DE VIGAS DE HORMIGON ARMADO

5.7.1. PREDIMENSIONAMIENTO

a) # Vigas = # carriles + 2 (Asumir)

b) $$S = \frac{W}{(\#\text{Vigas} - 1) + 2\frac{L_v}{S}} \leq 3m$$

c) $$t_{min} = \frac{A_v - S(\#\text{Vigas} - 1)}{2}$$

d) $$t_{min} = \frac{S+3}{30} \geq 0.165m$$

e) tramo simple $h_v = 0.070L$

tramo continuo $h_v = 0.065L$

f) $b_w \geq 0.0157\sqrt{S'L}$

g) $S' = S - b_w$

5.7.2. FACTOR DE RUEDA

a) Vigas Interiores

$$M_F \begin{cases} 1C \rightarrow g_i = 0.06 + \left(\frac{S}{4.3}\right)^{0.4} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \cdot \left(\frac{K_g}{12t^3}\right)^{0.1} \\ +1C \rightarrow g_i = 0.075 + \left(\frac{S}{2.9}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \cdot \left(\frac{K_g}{12t^3}\right)^{0.1} \end{cases}$$

$$V_c \begin{cases} 1C \rightarrow g_i = 0.36 + \frac{S}{7.6} \\ +1C \rightarrow g_i = 0.02 + \left(\frac{S}{3.6}\right) - \left(\frac{S}{10.7}\right)^2 \end{cases}$$

Made with Goodnotes

b) VIGAS EXTERIORES

Mom. flector $\begin{cases} 1C \rightarrow g_e = \frac{x}{S} \\ +1C \rightarrow g_e = g_{gi} \end{cases}$

$e = 0{,}77 + \frac{d_e}{2.8}$

Esf. cortante $\begin{cases} 1C \rightarrow g_e = \frac{x}{S} \\ +1C \rightarrow g_e = g_{gi} \end{cases}$

$e = 0{,}6 + \frac{d_e}{3}$

c) Verif. de vigas rápidam. conectadas

$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{x_{ext}(\xi_e)}{\Sigma x^2}$

5.7.3. SOLICITACION ULTIMA POR Mo

a) VIGA INTERIOR

TRAMOS: $M_u(+) = n(1.25 M_{DC} + 1.5 M_{DW} + 1{,}75 M_{LL+IM} \cdot g_i)$

APOYOS: $M_u(-) = n(1.25 M_{DC} + 1.5 M_{DW} + 1{,}75 M_{LL+IM} \cdot g_i)$

b) VIGA EXTERIOR

TRAMOS: $M_u(+) = n(1.25 M_{DC} + 1.5 M_{DW} + 1{,}75 M_{PL} + 1{,}75 M_{LL+IM} \cdot g_e)$

APOYOS: $M_u(-) = n(1.25 M_{DC} + 1.5 M_{DW} + 1{,}75 M_{PL} + 1{,}75 M_{LL+IM} \cdot g_e)$

5.7.4. SOLICITACION ULTIMA POR CORTE

a) VIGA INTERIOR

$V_u = n(1.25 V_{DC} + 1.5 V_{DW} + 1.75 V_{LL+IM} \cdot g_i)$

b) VIGA EXTERIOR

$V_u = n(1.25 V_{DC} + 1.5 V_{DW} + 1.75 V_{PL} + 1.75 V_{LL+IM} \cdot g_e)$

5.7.5. REFUERZO A FLEXION EN VIGAS

* Refuerzo Principal por flexión

$A_s = \frac{0.85 f'_c b d}{f_y}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(M_u \times 10^5)}{\phi \beta f'_c b d^2}}\right)$

$S = \frac{A_s \text{ (individual)}}{A_s}$

* Armadura min. por flexión

$A_{s\,min} \geq \frac{14}{f_y} b d$

* Refuerzo principal por flexión

a) $1.1 M_{cr} = 1.1 f_r S$

$f_r = 2.01 \sqrt{f'_c}$

$S = \frac{bh^2}{6}$

b) $1.33 M_u$

5.7.6. REFUERZO A CORTE EN VIGAS

$V_n = \min \begin{cases} V_n = V_c + V_s \\ V_n = 0.25 f'_c b d \end{cases}$

$V_u \leq \phi V_n$

$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$

$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c}\, b d$

$S = \frac{A_v f_y d}{V_s}$

Ref. trans. min

$A_v \geq 0{,}27 \sqrt{f'_c} \frac{b s}{f_y}$

5.7.7. REFUERZO A CORTE EN LOSA

$A_{sk} \geq 0.1(d - 76) \leq \frac{A_s - A_{ps}}{4}$

5.8. PUENTE CAJON DE H.A.

Made with Goodnotes

VI. LINEAS DE INFLUENCIA

6.1. INTRODUCCION

6.2. DEFINICION

6.3. PUENTES ISOSTATICOS

6.3.1. Mat. EQUILIBRIO ESTATICO

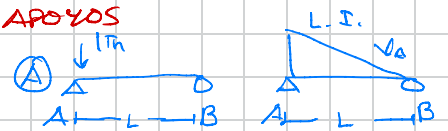
$$\Sigma F_x = 0$$

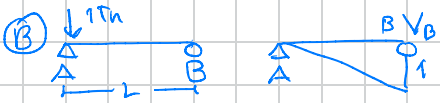
$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Sigma M_0 = 0$$

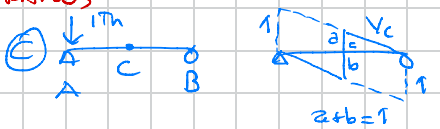
6.3.2. PROBLEMAS

APOYOS

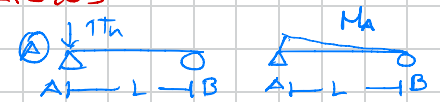


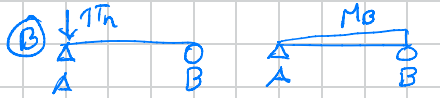


TRAMOS

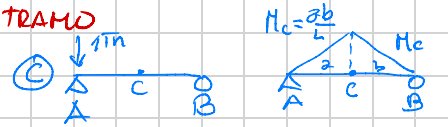


APOYOS





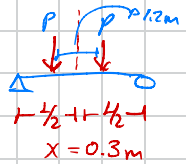
TRAMO



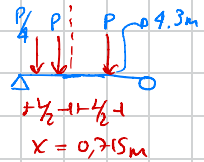
6.3.3. METODO MULLER

6.3.4. POSICION MAS CRITICA PARA FLEXION MAXIMA A MOMENTO

*TANDEM < 12 m



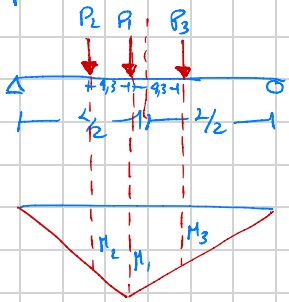
*TRIDEM ≥ 12 m



6.3.4.1. SOLICITACIONES MAXIMAS POR CARGA VEHICULAR

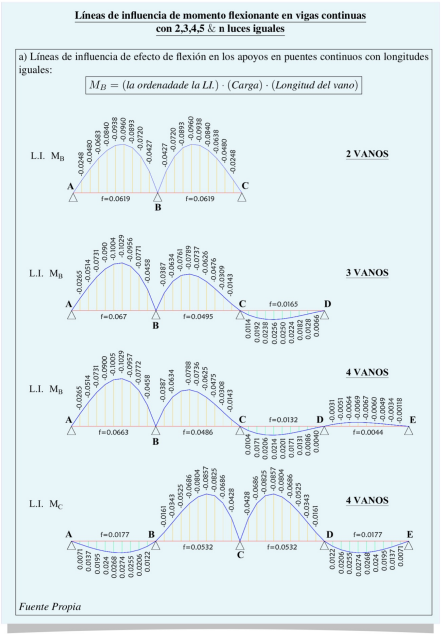
→ MOMENTO MAXIMO

Se utiliza colocando el tandem o tridem en la posición mas critica

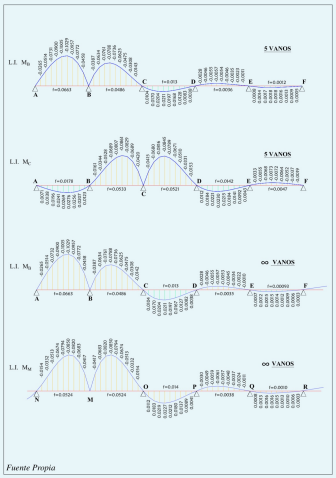


$$M_{max} = \sum P_i M_i$$

6.4. PUENTES HIPERESTATICOS (2 O + TRAMOS)



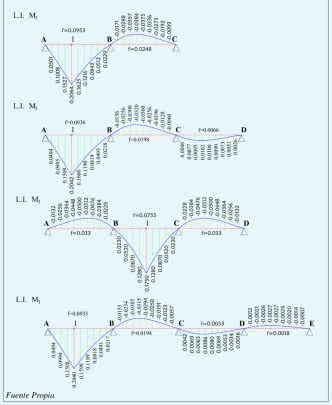
Made with Goodnotes



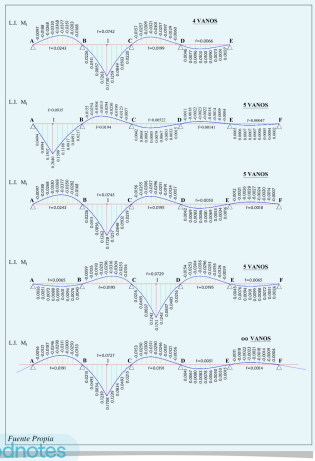
Fuente Propia

b) Líneas de influencia de efectos de flexión en las secciones dentro de los vanos de viga continuas con longitudes iguales:

$$\boxed{M_i = (\textit{la ordenadade la LI.}) \cdot (\textit{Carga}) \cdot (\textit{Longitud del vano})}$$



Fuente Propia

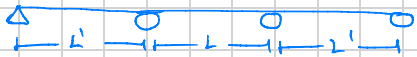


Fuente Propia

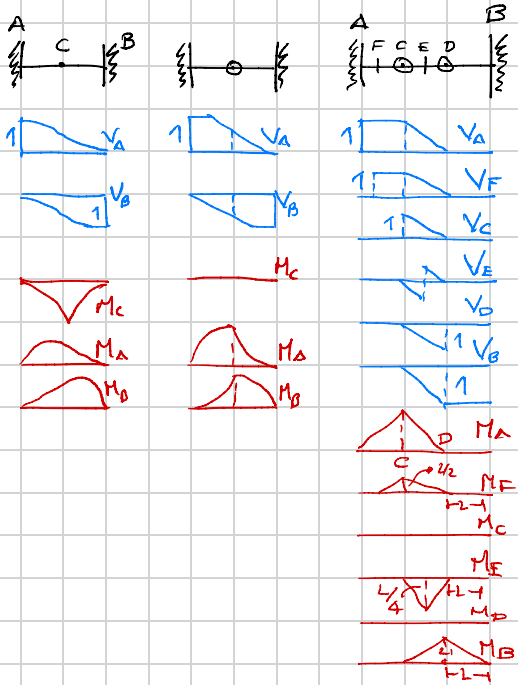
Made with Goodnotes

6.5. CONSIDERACIONES PARA TRAMOS CONTINUOS OPTIMIZACION DE TRAMOS EXTERIORES

$$L' = 0.82L$$



LINEAS DE INFLUENCIA EXTRAS, HIPERESTATICAS



VII DIAGRAMAS

7.1. INTRODUCCION

Recomendaciones AASHTO

→ Sep. diag. : 5-12 m

→ Alt. de diag : $\frac{2}{3}h_v - h_v$, h_v = altura de viga

→ Base de diafragma : $\frac{1}{3}hd - 0.2hd$, hd = altura de diaf.

7.2. TIPOS DE SOLUCION

7.2.1. SOBRE LECHO ELASTICO

7.2.2. COMO EMPARRILLADO

7.3. EJM. APLICACION

7.3.1. DETERMINACION DEL NUM. DE VIGAS

7.3.2. DETERMINACION DE LA ALTURA DE LA VIGA

7.3.3. ESPESOR DE LA LOSA

7.3.4. ANALISIS DE CARGA VIVA

Made with Goodnotes

VIII PUENTE LOSA

8.1. INTRODUCCION

8.2. DEFINICION

8.3. CLASIFICACION

Losas simpl. Apoyadas

Losas con tramos continuos

8.4. TIPOS DE APOYOS

8.5. DISEÑO DE PUENTE (LRFD-TRAMO)

8.5.1. ANCHO DE CALZADA

Ancho de calzada = Ancho de vía (#Vías)

8.5.2. ESPESOR DE LOSA

$$h \geq \frac{1.2(S+3)}{30}$$

8.5.3. DISEÑO DE FRANJA INTERIOR (IM)

8.5.3.1. ANALISIS DE CARGAS (Mom. de Flexión)

8.5.3.1.1. CARGA MUERTA

* Carga de peso propio de losa (DC)

$$q_{DC} = h \cdot \gamma_c \cdot 1$$

$$M_{DC} = \frac{q_{DC} L^2}{8}$$

* Carga de peso Rodadura (DW)

$$q_{DSF} = e \cdot \gamma_{DW} \cdot 1$$

$$M_{DSF} = \frac{q_{DSF} L^2}{8}$$

8.5.3.1.2. CARGA VIVA

* Ancho Equivalente

– 2 o + vías cargadas

$$E = 2.1 + 0.12\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{N_L}$$

– 1 vía cargada

$$E = 0.25 + 0.42\sqrt{L_1 W_1}$$

* Escojemos min(E)

* M2-93 (Tandem o Tridem)

Tandem < 12m

Tridem > 12m

Haremos Tandem

$$F = \frac{P}{E}$$

$$M_L = \frac{2F}{L}\left(\frac{L}{2} + x\right)^2 - 1.2F$$

* CARGA DE CARRIL

$$M_{LS} = \left(\frac{q}{E}\right) \cdot \frac{L^2}{8}$$

$$M_{LL} = M_L + M_{LS}$$

8.5.3.1.3. CARGA DE IMPACTO

$$M_{IM} = 0.33 M_L$$

$$M_{LL+IM} = M_{LL} + M_{IM}$$

8.5.3.1.4. MOMENTO ULTIMO DE DISEÑO

$$M_U = \eta(1.25 M_{DC} + 1.5 M_{DW} + 1.75 M_{LL+IM})$$

8.5.3.2. ACERO DE REFUERZO

* ACERO PRINCIPAL (// al tráfico)

$$A_S = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} bd\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_U \times 10^5}{\phi \beta f'_c bd^2}}\right]$$

$$S = \frac{A_S \text{ (individual)}}{A_S}$$

* ACERO MINIMO

a) $M_{cr} = 1.1 f_r S_b$

$$S_b = \frac{I}{y_b} \qquad I = \frac{bh^3}{12}$$

$$y_b = \frac{h}{2}$$

b) $1.33 M_U$

Se escoje $\min(M_{cr}, 1.33 M_U)$

* ACERO MAXIMO (LRFD)

* ACERO DE DISTRIBUCION (⊥ al tráfico)

$$D = \frac{0.552}{\sqrt{L}} \leq 0.5, \quad A_{sd} = A_S \times D$$

Made with Goodnotes

* ACERO DE TEMPERATURA

$$A_{st} = \frac{0.18\,bh}{2(b+h)}$$

$$2.33 \leq A_{st} \leq 12.7$$

8.5.3.3. REVISION DE FISURACION POR DISTRIBUCION DE ARMADURA

* MOMENTO ACTUANTE

$$M_s = n(1.0\,M_{DC} + 1.0\,M_{DW} + 1.0\,M_{LL+IM})$$

$$M_s \times S$$

* UBICACION DEL EJE NEUTRO

$$E_c = 15\,300\sqrt{f'c}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$d_c = recub + \frac{\phi}{2}, \quad A_{st} = n \times A_s$$

$$d = h - d_c$$

$$S \times y\left(\frac{y}{2}\right) = A_{st}(d-y)$$

hallamos y.

* ESFUERZO DE ACERO BAJO LAS CARGAS DE SERVICIO

$$jd = d - \frac{y}{3} \Rightarrow f_{ss} = \frac{M_s}{(jd)A_s}$$

* SEPARACION MAX. DE ARMADURA

$$S_{max} = \frac{125\,000\,\gamma_c}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d}{0{,}7(h-d_c)}; \quad S_{max} \geq S$$

8.5.4. DISEÑO DE FRANJA DE BORDE (Im)

8.5.4.1. ANCHO DE FRANJA PARA BORDES LONGITUDINALES DE LOSA

$$E_{borde} = L_v + 0.3 + \frac{E}{4} \leq \frac{E}{2}, 1.8m$$

8.5.4.2. ANALISIS DE CARGA (Mom. de flexión)

8.5.4.2.1. CARGA MUERTA

* CARGA PESO PROPIO (DC)

$$q_{losa} = h \cdot \gamma_c \cdot 1$$

$$q_{barrera} = \frac{0.600}{E_{borde}}$$

$$q_{DC} = q_{losa} + q_{barrera}$$

$$M_{DC} = \frac{q_{DC} \cdot L^2}{8}$$

* CARGA PESO DE RODADURA (DW)

$$q'_{asf} = q_{asf} \cdot (E_{borde} - L_v)$$

$$M_{DW} = \frac{q'_{asf} \cdot L^2}{8}$$

8.5.4.2.2. CARGA VIVA (LL)

$$M_{LL+IM} = \left[0.5 \times 38.81 + 1.33 + 2.57\left(\frac{0.3+0.77}{3}\right)\right] / E_{borde}$$

8.5.4.2.3 MOMENTO ULT.

RI: $U = n[1.25DC + 1.5DW + 1.75(LL+IM)]$

SI: $U = n[1.DC + 1DW + 1(LL+IM)]$

FI: $U = n[1.5[LL+IM]]$

8.5.4.3. ACERO DE REFUERZO

Made with Goodnotes

X PUENTE VIGA DE H°A°

10.1. INTRODUCCION

10.1.1. ELEM. PRINC. DE UN PUENTE DE VIGA T.

→ LONGITUDINAL

* NEOPRENO
* JUNTAS DE EXPANSION
* LOSA O TABLERO
* POSTES PASAMANO
* ESTRIBOS
* PILAS

10.2. DEFINICION

10.3. CLASIFICACION

→ LOSAS SIMP. APOYADAS

→ LOSAS CON TRAMOS CONTINUOS

10.4. TIPOS DE APOYO

10.6. DISEÑO DE PUENTES VIGA T (LRFD)

10.6.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA

10.6.1.1. ANCHO DE CALZADA

ANC. CALZ = ANCHO DE VIA x (# VIAS)

10.6.1.2. ESTIMACION DE # VIGAS

VIGAS = # VIAS + 2

10.6.1.3. LONG. DE VOLADIZO Y SEPARACION ENTRE VIGAS

$S =$

$a =$

10.6.1.4. ESPESOR DEL TABLERO

TRAMO SIMPLE

$$\frac{1.2(S+10)}{30}$$

TRAMO CONTINUO

$$\frac{S+10}{30} \geq 16.4m$$

10.6.1.5. SECCION DE VIGA

$$h_v \geq 0.065L$$

$$h_d \geq \frac{h_v}{3}$$

10.6.1.6. SECCION DEL DIAFRAGMA

Altura : 75 - 100% h_v

Ancho : min 0.2m

10.6.1.7. DIMENSIONES DE LA SECCION TRANSVERSAL

10.6.2. DISEÑO DE LA LOSA DEL TABLERO

→ ANALISIS DE CARGAS

10.6.2.1. CARGA MUERTA

• Peso propio de losa

$$q_{DC} = t_1 \cdot \gamma_c \cdot 1m$$

$$M_{DC} \pm = \frac{0.8\, q_{DC} (S')^2}{8}$$

10.6.2.2. CARGA POR RODADURA

$$q_{DW} = e \cdot \gamma_{asf} \cdot 1m$$

$$M_{DW} \pm = \frac{0.8\, q_{DW} (S')^2}{8}$$

10.6.2.3. CARGA VIVA MAS SU IMPACTO

10.6.2.4. MOM. ULTIMO DE DISEÑO

$$M_u^+ = 1.25 M_{DC} + 1.5 M_{DW} + 1.75 M_{LL} + IM$$

10.6.2.5. ACERO DE REFUERZO

* Acero Principal positivo

$$A_s = \frac{0.85 f'_c bd}{f_y}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(M_u \times 10^5)}{\phi 0.85 f'_c bd^2}}\right]$$

* Acero Mínimo

a) $M_{cr} = 1.1 f_r S_b$

$$S_b = \frac{I}{y_b}, \quad y_b = \frac{t}{2}$$

b) $1.33 M_u$

verificamos

* Acero maximo _ se elimina la restricción
* Acero de distribución

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{S''}} \leq 0.57$$

Made with Goodnotes

$A_{SD} = DA_s$

* ARMADURA DE TEMPERATURA

$$A_{st} = \frac{0.18bh}{2(b+h)}$$

10.6.3. DISEÑO DE LOSA EN VOLADIZO

ANALISIS DE CARGA

10.6.3.1. CARGA MUERTA

10.6.3.4. MOMENTO ULTIMO DE DISEÑO

$$M_{u-} = 1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75M_{LL+IM} + 1.75M_{PL}$$

* ACERO NEGATIVO

$$A_s = \frac{0.85f'_c}{f_y} bd\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(M_u \times 10^5)}{\phi 0.85 f'_c bd^2}}\right]$$

* ACERO DE DISTRIBUCION
* ACERO DE TEMPERATURA

$$A_{st} = \frac{0.88bh}{2(b+h)}$$

$$2.33 \leq A_{st} \leq 12.7$$

10.6.4. DISEÑO DE VIGA INTERIOR

10.6.4.1. CARGA MUERTA

* CARGA POR PESO PROPIO DE LA VIGA
* PESO POR DIAFRAGMAS
* CARGA DE LA CAPA DE RODADURA

10.6.4.2. CARGA VIVA

* CAMION DE DISEÑO
* CARGA DE CARRIL
* CARGA DE IMPACTO

10.6.4.3. FACTOR DE DISTRIBUCION PARA MOMENTO

* PARA UN CARRIL CARGADO
* PARA DOS O MAS CARRILES CARG.

10.6.4.4. FACTOR DE DISTRIBUCION PARA CORTE

* PARA 1 CARRIL CARGADO

$$g_i = 0.36 + \frac{S}{7.6}$$

* PARA 2 O + CARRILES CARGADO

$$g_i = 0.2 + \frac{S}{3.6} - \left(\frac{S}{10.7}\right)^2$$

10.6.4.5. MOMENTO ULT. DE DISEÑO

10.6.4.6. CORTANTE ULTIMO DE DISEÑO

10.6.4.7. DISEÑO A FLEXION

* ACERO PRINCIPAL (+)

→ $A_{cero\ min}$

* ARMADURA DE PIEL

10.6.4.8. DISEÑO DE CORTE

10.6.4.9. DETALLE DE ARMADO

10.6.5. DISEÑO DE VIGA EXTERIOR

ANALISIS DE CARGAS

10.6.5.1. CARGA MUERTA

* CARGA POR PESO PROPIO DE LA VIGA
* PESO POR DIAGRAMA
* CARGA DE LOS POSTES - PASAMANO
* CARGA DE LA CAPA DE RODADURA

Made with Goodnotes

10.6.5.2. CARGA VIVA

- CAMION DE DISEÑO
- CARGA DE CARRIL
- CARGA DE IMPACTO
- CARGA VIVA PEATONAL

10.6.5.3. FACTOR DE DISTRIBUCION PARA MOMENTO

a) PARA UN CARRIL CARGADO

b) PARA DOS O MAS CARRILES CARG.

c) CASO PUENTES DE VIGA Y LOSA CON DIAFRAGMAS RIGIDAMENTE CONECTADA

10.6.5.4. FACTOR DE DISTRIBUCIÓN PARA CORTE

a) PARA UN CARRIL CARGADO

b) PARA 2 O + CARRILES CARGADOS

c) CASO PUENTES DE VIGA Y LOSA CON DIAFRAGMAS RIGIDAMENTE CONECTADAS

10.6.5.5. MOMENTO ULTIMO DE DISEÑO

$$M_U = 1.25 M_{DC} + 1.5 M_{DW} + 1.75 (M_{LTT} + M_{PL}) \cdot g_e$$

10.6.5.6. CORTANTE ULTIMO DE DISEÑO

10.6.5.7. DISEÑO A FLEXION

10.6.5.8. DISEÑO A CORTE

10.6.5.9. DETALLE DE ARMADO

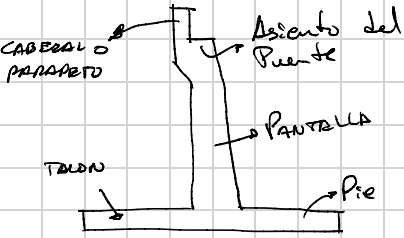
Made with Goodnotes

XII ESTRIBOS

12.1. INTRODUCCION

12.2. DEFINICION

12.2.1. PARTES QUE FORMAN UN ESTRIBO



12.2.2. TIPOS DE ESTRIBOS

SEGUN POSICION DE MUROS Y ALAS

a) ESTRIBO RECTO
b) ESTRIBO CON ALAS EN ANGULO
c) ESTRIBO EN U

SEGUN EL TIPO DE PANTALLA

a) ESTRIBO DE PANTALLA MACIZA
b) ESTRIBO DE PANTALLA ABIERTA

SEGUN EL TIPO DE CONSTRUCCION

a) GRAVEDAD
b) VOLADIZO
c) CONTRAFUERTE

12.2.3. MATERIALES

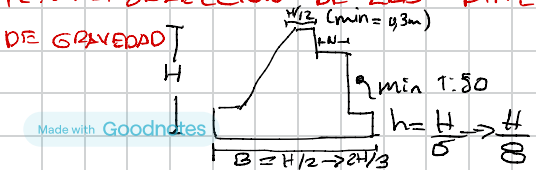
* Mampostería de piedra
* Hormigon ciclopeo
* Hormigon armado
* Hormigon postensado

12.3. PREDISEÑO

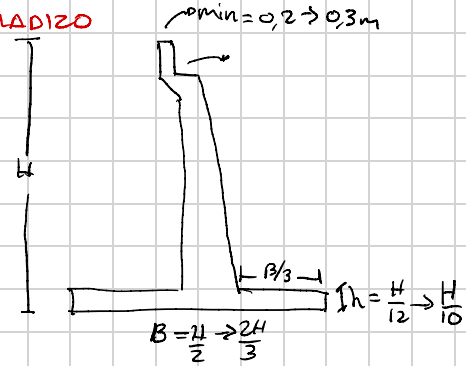
12.3.1. SELECCION DEL TIPO DE ESTRIBO

12.3.2. SELECCION DE LAS DIMENSIONES

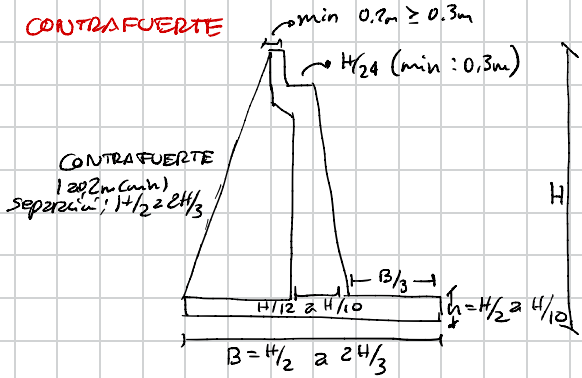
DE GRAVEDAD



EN VOLADIZO

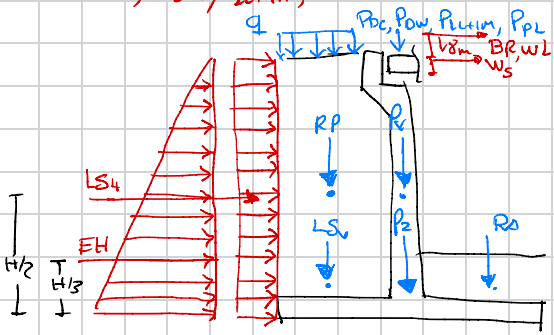


CONTRAFUERTE



12.3.3 VERIFICACION DE DIMENSIONES

P_{DC}, P_{DW}, P_{LL+IM}, P_{PL}



12.4. CONSIDERACIONES PARA LA ESTABILIDAD

12.4.1 VUELCO: (ELR y ELEE)

min (γ) → (DC, DW, EV, etc)

max (γ) → (EH, etc)

ELR { $e \leq 0.33B$, suelo rocoso → $e \leq 0.45B$

ELEE { $\gamma_{EQ} = 0$ → $e \leq 0.33B$ interpolar
$\gamma_{EQ} = 1$ → $e \leq 0.4B$

Made with Goodnotes

12.4.2. DESLIZAMIENTO (ELQ – ELEE)

$$Q_R = \phi_T Q_T + \phi_{RP} Q_{EP}$$

12.4.3. PRESIONES EN BASE (ELR – ELEE)

a) HALLAR EXCENTRICIDAD

$$e = \frac{\Sigma f_z}{\Sigma V_{fa}}$$

b) DETERMINAR LOS EV FACTORADOS

$$q = \underbrace{\frac{F_{Vfa}}{B - 2e}}_{\text{Suelo no rocoso}}$$

$$q_{max} = \frac{F_V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) \leq q_{adm}$$

$$\underbrace{q_{min} = \frac{F_V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right) \leq q_{adm}}_{\text{Suelo rocoso}}$$

c) COMPARAR q o q_{max} con el terreno

$$q_n \leq \phi . q_n$$

12.5. COMBINACIONES DE CARGA

12.5.1. ESTABILIDAD

G-I: $\Sigma F_V = \gamma_{DC} \cdot DC + \gamma_{EV} . EV$

$\Sigma F_H = \gamma_{EH} . EH$

G-II: $\Sigma F_V = \gamma_{DC} \cdot DC + \gamma_{PDC} \cdot P_{DC} + \gamma_{PDW} \cdot P_{DW}$
$+ \gamma_{EV} . EV$

G-III: $\Sigma F_V = \gamma_{DC} \cdot DC + \gamma_{PDC} \cdot P_{DC} + \gamma_{PDW} P_{DW}$
$+ \gamma_{EV} EV + \gamma_{PLL+IM} P_{LL+IM}$
$+ \gamma_{PL} \cdot P_{PL} + \gamma_{LSV} \cdot LS_V$

$\Sigma F_H = \gamma_{EH} . EH + \gamma_{BR} . BR + \gamma_{WL} . WL$
$+ \gamma_{WS} W_S + \gamma_{LSH} . LS_H$

12.5.2. DISEÑO

G-I: $G_1 = 1.3[D + 1.67(L+I) + 1.3E]$

G-II: $G_2 = 1.3[D + WS + WL + E]$

G-III: $G_3 = 1.3[D + (L+I) + 1.3E + 0.3WS$
$+ 0.3WL + LF]$

Made with Goodnotes

XIII PILAS

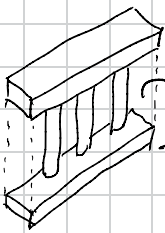
13.1 INTRODUCCION

* A diferencia del estribo, no tiene relleno
* Sometidas a cargas Vert. Horiz. long. y transv.
* Susceptibles a la socavacion
* Diseñadas para resistir pres. hidraulica, cargas de viento, cargas de impacto, etc.

13.2. DEFINICION

* CONTRIBUYEN A LA APARIENCIA FISICA DEL PUENTE

13.2.1. PARTES DE UNA PILA



13.2.2. CLASIFICACION DE PILA

13.2.2.1. PILARES - PARED - MURO

* ACONSEJABLES POR RAZONES HIDRAUL.
* ACONSEJABLES POR RIOS NAVEGABLES

13.2.2.2. PILARES - COLUMNA

* VISION CASI LIBRE DEL PUENTE
* SE USA EN CARRETERAS ELEVADAS Y PUENTES EN RAMPA

13.2.3. TIPOS DE PILAS

* TIPOS BENTS (1 o + columnas)
* TIPOS T inversos (PUENTES FLUVIALES)
* TIPOS DE PORTAL (AUTOPISTAS URBANAS)
* TIPOS DE COLUMNA
* TIPOS DE PILAS ALFAS

13.2.4. MATERIALES

* Mampostería de Piedra
* Hormigon ciclopeo
* Hormigon Armado
* Hormigon Postensado

13.3.5. CONDICIONES BASICAS DE DISEÑO

* REACCIONES VERTICALES
  - ✓ PESO DE SUPERESTRUCTURA
  - ✓ Efecto de LAS CARGAS MOVILES
* REACCIONES HORIZONTALES
  - ✓ ACCION
  - ✓ PRESION DEL VIENTO
  - ✓ PRESION DEL AGUA
  - ✓ ACCIONES SISMICAS

PILAS EN LOS RIOS

- ☐ Sección dinamica
- ☐ Disposición de lecho de mat. granular
- ☐ Reducción de Velocidad

13.3. DISEÑO DE PILA - COLUMNA

13.3.1. ANALISIS DE CARGAS VERTICALES

13.3.1.1. DW DE LA SUPERESTRUCTURA E INFRAESTRUCTURA

$P_D =$

13.3.1.2. LW DE LA SUPERESTRUCTURA

$P_L =$

13.3.2. ANALISIS DE CARGAS HORIZON.

13.3.2.1. FUERZA DE FRENADO

$LF = 0.05 (qL + Cm).n.m$

13.3.2.2 VIENTO SOBRE LA CARGA VEHIC.

$WL_L = P_L . L_p . n . m$

$WL_T = P_T . L_p . n . m$

13.3.2.3. VIENTO SOBRE LA SUPERESTRUCTURA

$W_{SL} = P_L . L_p . S_{up}$

$W_{ST} = P_p . L_p . S_{up}$

Made with Goodnotes

13.3.2.4. VIENTO SOBRE LA INFRAEST.

$$WI_L = P_L \cdot (A_1 + A_2)$$

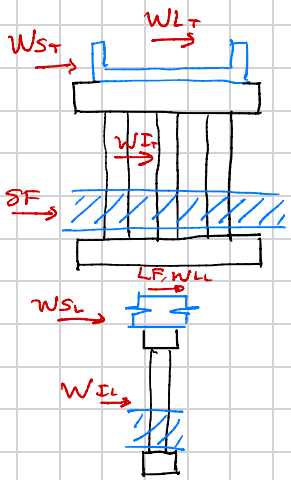
$$WI_T = P_T \cdot (A_1 + A_2)$$

13.3.2.5. EMPUJE DE AGUA

$$P = 102\ K \cdot V^2$$

$$SF = P \cdot A.$$

13.3.3. RESUMEN DE CARGAS



Made with Goodnotes

XIV BARANDAS, ACEROS Y BORDILLOS

14.1. DEFINICION

14.2. DISEÑO SEGUN AASHTO LRFD

Made with Goodnotes

BIBLIOGRAFIA

NORMAS

✓ AASHTO LRFD, (2020)

✓ MTC, M.D (2018) Manual de Puentes

LIBROS

✓ Sarquen A. R. (2022). Puentes con AASHTO LRFD 2017. (8va ed.)

✓ Vergas A. & Sejas E. (2019). Puentes

Made with Goodnotes